CHAPITRE 1

Comportement dynamique du sol

En zone sismique, il appartient aux concepteurs de tenir compte des points suivants :

- les caractéristiques de sol dans la gamme de déformations représentative de la sollicitation sismique, à savoir 10^{-6} à 10^{-4}, ce qui n'est pas la gamme des essais géotechniques in situ et de laboratoire couramment employés (voir figure 1.1) ;
- une déformation sismique du sol (effet cinématique) ;
- un risque de liquéfaction des sols ;
- l'amplification du mouvement sismique lié à un effet de site ;
- l'instabilité des pentes ;
- la proximité des failles actives ;
- les tassements excessifs des sols sous sollicitations cycliques.

1.1 Caractéristiques des sols

1.1.1 Le module de cisaillement G et l'amplitude de la déformation de cisaillement

Les modules de déformation dépendent de l'amplitude de la déformation. Les ordres de grandeur des déformations pour les ouvrages sont en moyenne compris entre 10^{-4} et 10^{-2} alors que les essais classiques (pénétromètre, œdomètre, triaxiaux classiques) donnent des modules représentatifs de déformation supérieure à 10^{-2}.

La figure 1.1 ([102] Reiffsteck, 2002) ci-dessous résume la courbe donnant la dégradation du module en fonction du niveau de déformation, ainsi que les gammes de déformations mises en jeu dans les essais (laboratoire ou *in situ*) ou rencontrées dans les ouvrages géotechniques.

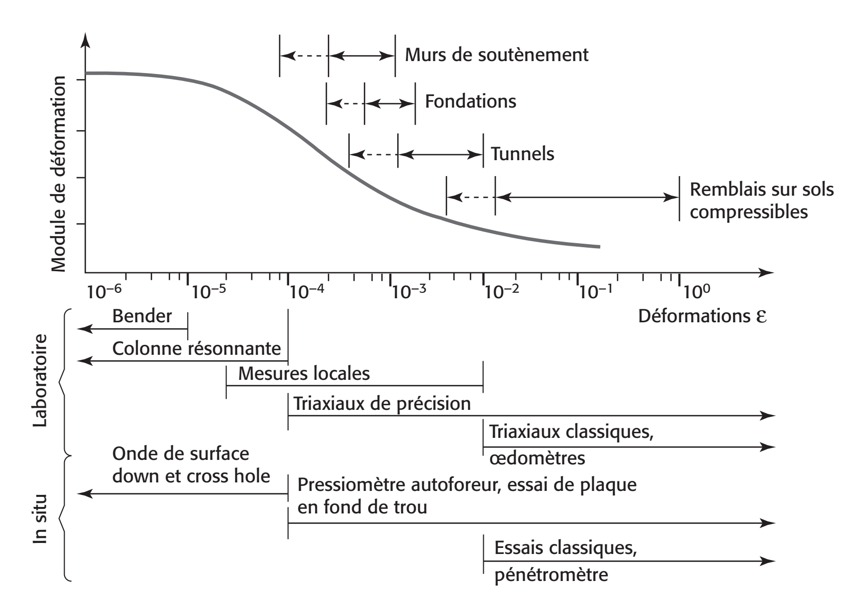


Figure 1.1 Zone d'utilisation des essais de sol pour la détermination des modules de déformation en fonction des ouvrages (Reiffsteck, 2002)

Pour le calcul d'ouvrages sous l'action du séisme, la connaissance du module de cisaillement G dans la gamme de déformations 10^{-4} et 10^{-6} est nécessaire de même que l'amortissement ξ.

La reconnaissance de sol à partir des essais in situ doit être complétée par une campagne plus détaillée permettant de mesurer les paramètres à faibles déformations du sol :

- essai cross-hole, méthode MASW (Multichannel Analysis Surface Wave), SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) ;
- toute autre méthode permettant d'obtenir des vitesses de propagation d'ondes à l'échelle de l'ouvrage : essai à la colonne résonante, essai au triaxial dynamique, etc.

La terminologie « module dynamique » ou « module statique » est impropre pour les sols, car la différence de valeur de ces deux modules ne provient que du niveau de déformation et non pas de l'effet statique ou cyclique de la sollicitation exercée.

La figure 1.2 met en évidence un seuil de déformation au-dessous duquel les valeurs de G sont relativement constantes, et égales à G_{max}. Pour des déformations supérieures à ce seuil, G diminue avec l'augmentation de la déformation, d'une manière non linéaire.

Les courbes de contrainte de cisaillement G en fonction de la déformation γ permettent de tracer la dégradation de G.

A défaut de mesure directe des paramètres dynamiques du sol, on pourra se référer au tableau 1.1 donnant le rapport de G/G_{max} en fonction de l'accélération du séisme et les corrélations du tableau 1.2.

Au sens de l'EN 1998-5 § 4.2.3 (2), le tableau 1.1 est proposé pour les classes de sol C ou D. Pour les autres classes de sol et à défaut de données spécifiques, on peut additionner ou soustraire l'écart-type entre parenthèses aux valeurs de V_s/V_{smax} et G/G_{max}.

L'ASCE 41-06 propose des facteurs de réduction pour les classes de sol A et B (figure 1.3 et tableau 1.2).

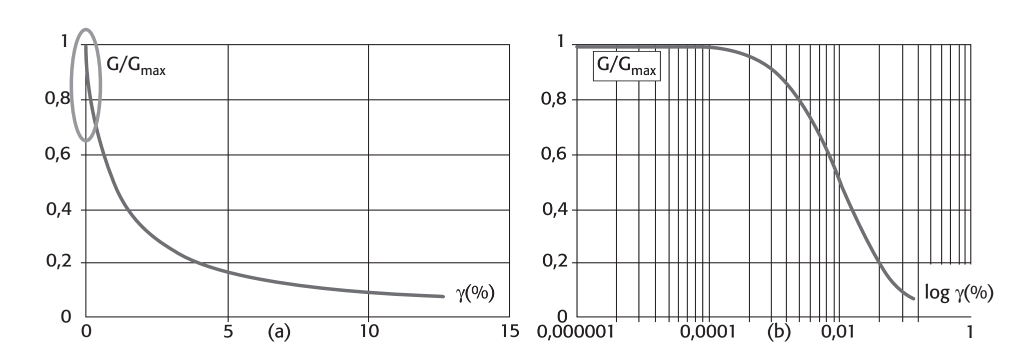


Figure 1.2 Représentation du module de déformation G en fonction de γ et log(γ)

Tableau 1.1 Coefficients d'amortissement interne et de réduction du module de cisaillement pour les sols de classe C ou D (tableau 4.1 de l'EN 1998-5 [EC8-5/4.2.3-(3)])

Coefficients moyens d'amortissement de sol et coefficients de réduction (± un écart type) pour la vitesse V_S des ondes de cisaillement et pour le module de cisaillement G, jusqu'à une profondeur de 20 m

Rapport d'accélération du sol, $\alpha \cdot S$	Coefficient d'amortissement max.	$V_S/V_{S,max}$	G/G_{max}
0,10	0,03	0,90 (± 0,07)	0,80 (± 0,10)
0,20	0,06	0,70 (± 0,15)	0,50 (± 0,20)
0,30	0,10	0,60 (± 0,15)	0,36 (± 0,20)

$V_{s,max}$ est la valeur moyenne de V_s à faibles déformations (< 10^{-5}), ne dépassant pas 360 m/s ;

G_{max} est le module de cisaillement moyen à faibles déformations.

Note : Les variations ± un écart-type permettent au concepteur d'introduire différents degrés de conservatisme selon des facteurs tels que la rigidité et la stratification du profil du sol. Il serait, par exemple, possible d'utiliser des valeurs de V_s/V_{smax} et de G/G_{max} supérieures à la moyenne pour des profils plus raides, et des valeurs de V_s/V_{smax} et G/G_{max} inférieures à la moyenne pour des profils plus mous.

1.1.2 Définition du degré d'amortissement

L'amortissement global de la structure sur support flexible inclut, d'une part, l'amortissement radiatif et, d'autre part, l'amortissement interne engendré à l'interface sol-fondation, en plus de l'amortissement associé à la superstructure. Il convient de considérer séparément l'amortissement interne, causé par le comportement inélastique du sol sous chargement cyclique, et l'amortissement radiatif, causé par la propagation des ondes sismiques à partir de la fondation **[EC8-5/3.2-(4)]**.

1.1.2.1 Amortissement interne

Il convient de mesurer l'amortissement interne du sol par des essais appropriés en laboratoire (colonne résonnante, par exemple) ou sur le terrain. À défaut de mesures directes, et si le

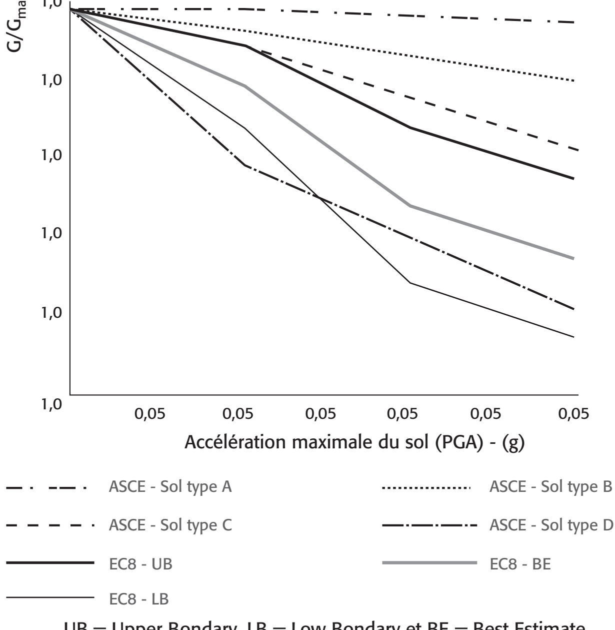


Figure 1.3 Facteurs de réduction du module de cisaillement de l'ASCE

Tableau 1.2 Corrélations pour estimer le module de cisaillement G

Type d'essais *in situ*	**Nature du sol**	**Corrélation**	**Auteurs**	**Unités**
CPT	Sable (quartz)	$G_{max} = 1634.(q_c)^{0,250}.(\sigma'_v)^{0,375}$	Rix & Stokoe (1991)	kPa
CPT	Argile	$G_{max} = 406.(q_c)^{0.695}.e^{-1,130}$	Mayne & Rix (1993)	kPa
SPT	Sable	$G_{max} = 325.N_{60}^{0,68}$	Imai & Tonouchi(1982)	Kips/ft^2
Contrainte	Sable	$G_{max} = K_{2,max}\ (\sigma'_m)^{0,5}$	Seed & Idriss (1970)	kPa $K_{2,max}$ fonction de l'indice des vides
Pressiomètre	Tout type de sol	**Forage préalable :** $G_{max} = 9$ à $12.E_M$ (compacité moyenne à très bonne) $G_{max} = 10$ à $15.E_M$ (compacité faible)		MPa
Pressiomètre	Tout type de sol	**Avec refoulement (pieu lanterné battu) :** $G_{max} = 6$ à $9.E_M$ (compacité moyenne à très bonne) $G_{max} = (\geq 9).E_M$ (compacité faible)		MPa

produit $a_g.S$ est inférieur à 0,1 g (c'est-à-dire inférieur à 0,98 m/s^2), il convient d'utiliser un coefficient d'amortissement de 3 %. Les sols structurés et cimentés ainsi que les roches tendres peuvent exiger un examen spécifique **[EC8-5/3.2-(7)]**.

Si le produit $a_g.S$ est égal ou supérieur à 0,1 g (c'est-à-dire égal ou supérieur à 0,98 m/s^2), et en l'absence de calculs spécifiques, il convient d'utiliser les coefficients d'amortissement interne indiqués dans le tableau 1.1.

1.1.2.2 Amortissement radiatif

Vis-à-vis de l'amortissement radiatif, il est bien connu que lors d'un chargement cyclique symétrique, la réponse du sol présente des cycles ou des boucles d'hystérésis comme dans la figure 1.4. Ces boucles représentent la quantité d'énergie de déformation emmagasinée par le sol lors du chargement. Une façon de quantifier cette énergie se fait par l'intermédiaire du coefficient d'amortissement ξ du sol défini par la relation (1.1) suivante :

$$\xi = \frac{\Delta W}{4.\pi.\mathrm{W}} = \frac{\Delta W}{2\pi.\mathrm{G}.\gamma a^2} \qquad (1.1)$$

ou

- ΔW correspond à l'aire intérieure du cycle d'hystérésis, c'est-à-dire l'énergie de déformation dissipée ;
- W correspond à l'énergie imposée pour le niveau de distorsion γ_a ($W = G.\gamma_a^2/2$).

Théoriquement, la surface de cette boucle augmente avec le niveau de distorsion, donc $\xi = f(\gamma)$ et pour de faibles valeurs de la distorsion, il n'existe pas de dissipation d'énergie, c'est-à-dire $\xi \approx 0$.

L'effet de l'amplitude de la déformation de cisaillement sur le coefficient d'amortissement est montré sur la figure 1.4.

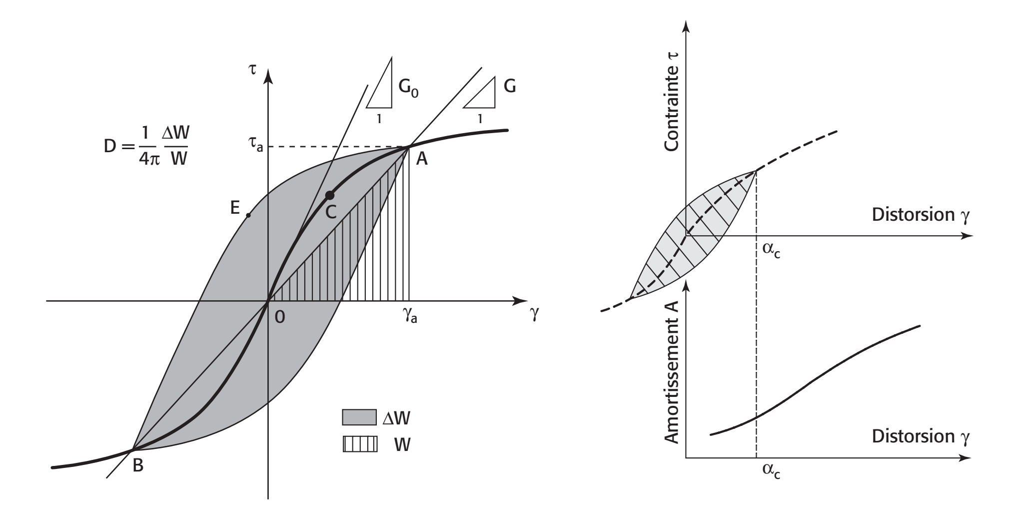


Figure 1.4 Définition du coefficient d'amortissement

1.2 Déformations sismiques du sol (effet cinématique)

La définition du mouvement sismique requiert la détermination des paramètres suivants (voir annexe B) :

- la zone sismique et l'accélération maximale au rocher pour la période de retour de référence (a_{gR}) ;
- la catégorie d'importance du bâtiment à dimensionner γ_I ;
- la classe du sol représentative du site ;
- les effets d'amplification topographique pour les structures importantes ($\gamma_I > 1{,}0$) ;
- la magnitude prédominante des ondes de surface des séismes qui contribuent à l'aléa sismique.

Les effets cinématiques peuvent être modélisés en ne considérant que l'effet du mode fondamental de la colonne de sol.

Le déplacement de calcul du sol d_g, maximum en surface, est calculé selon l'Eurocode **[EC8-1/3.2.2]** par la formule suivante :

$$d_g = 0{,}025\ a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_d \quad (1.2)$$

Les valeurs de $a_g = \gamma_I . a_{gr}$, S, T_c et T_d figurent dans l'annexe B.

Pour déroger à cette valeur, une étude particulière basée sur les informations disponibles doit être établie. Cette étude est complexe et fait appel à des modélisations numériques dynamiques dont la description du mouvement sismique peut être fondée sur l'utilisation d'accélérogrammes artificiels **[EC8-1/3.2.3.1.2]** ou d'accélérogrammes enregistrés ou simulés **[EC8-1/3.2.3.1.3]**.

La profondeur du calcul dans un calcul dynamique joue un rôle primordial du fait qu'elle influence directement les fréquences propres du site étudié. La limitation de la profondeur est définie comme suit :

- soit à la profondeur au-delà de laquelle le sol est considéré comme rigide ($V_s > 800$ m/s) ;
- soit à la profondeur du rocher à laquelle le séisme de référence est donné pour être appliqué ;
- à défaut, à la profondeur de 30 m correspondant à V_{s30} de l'Eurocode 8 **[EC8-1/3.1.2-(1)]**.

Les équations des déformées du premier mode de vibration d'un profil de sol en monocouche ou bicouche sont données par les équations des paragraphes 1.2.1. et 1.2.2.

Les formules d'équivalence des couches de sol pour revenir à un modèle équivalent monocouche ou bicouche sont à utiliser avec précaution. Selon la méthode du PS 92 pour la vérification des pieux aux efforts sismiques, nous pouvons définir des caractéristiques équivalentes pour le module de cisaillement et le poids volumique des matériaux comme suit :

$$G_{dyn} = \frac{\sum G_i h_i}{\sum h_i} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{\sum \rho_i h_i}{\sum h_i} \quad (1.3)$$

Il est important de signaler que ces méthodes sont limitées pour des profils de sols où le contraste des propriétés au sein des différentes couches n'est pas important (rapport des V_s entre deux couches maximum de 2).

1.2.1 Pour un sol monocouche

Dans le cas d'un sol monocouche, les fréquences et les modes propres sont donnés par l'équation suivante :

$$U_2(z) = d_{max} \cos\left(\frac{\omega(z - h_2)}{V_{S2}}\right) \tag{1.4}$$

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} = (2n+1)\frac{V_S}{4h} \quad n = 0,1,\ldots\infty \tag{1.5}$$

Ainsi, pour n = 0, la fréquence fondamentale est donnée par :

$$f = \frac{V_S}{4\,h} \tag{1.6}$$

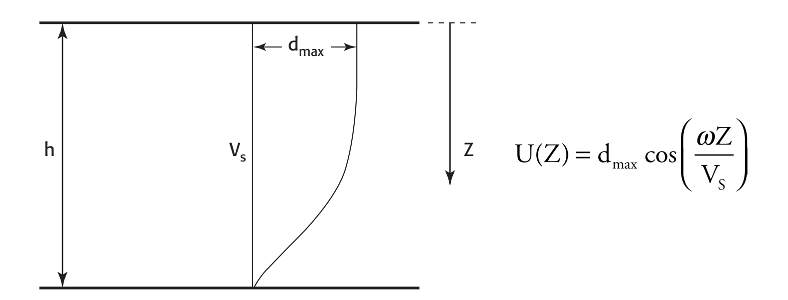


Figure 1.5 Déplacement du sol selon un quart de sinusoïde pour un monocouche

1.2.2 Pour un sol bicouche

Pour la détermination du mode fondamental de vibration, on se sert de la formulation suivante :

$$U_2(z) = d_{max} \cos\left(\frac{\omega Z}{V_{S2}}\right) \qquad Z \le h_2 \tag{1.7}$$

$$U_1(z) = d_{max} \frac{\cos\left(\frac{\omega h_2}{V_{S2}}\right)}{\sin\left(\frac{\omega h_1}{V_{S1}}\right)} \sin\left(\frac{\omega(h_1 + h_2 - Z)}{V_{S1}}\right) \qquad h_2 < Z \le h_1 + h \tag{1.8}$$

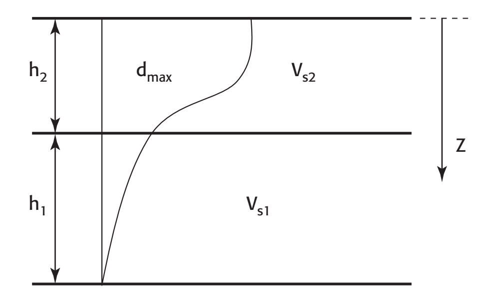


Figure 1.6 Représentation d'un bicouche et de sa déformée pour une couche 1 plus raide que la couche 2

La figure 1.7 donne des isovaleurs de la fréquence pour un profil des sols en bicouche, en fonction des paramètres h_1/V_{s1}, h_2/V_{s2}, et V_{s1}/V_{s2} selon le guide de l'AFPS « Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques ».

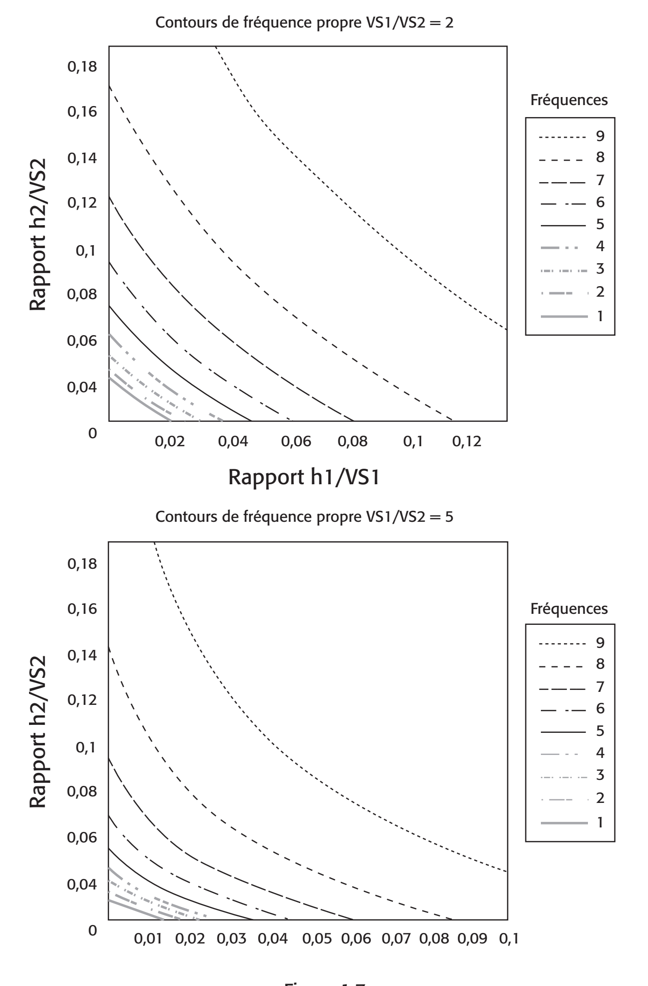


Figure 1.7

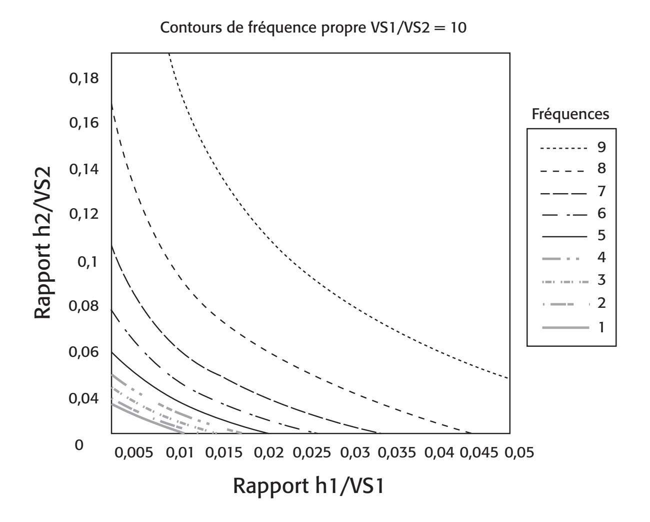


Figure 1.7 (*suite*)

Domaine d'application :

$80 \leq V_{S2} \leq 200$ m/s, $5 \leq h_2 \leq 15$ m

$V_{S1} \geq 300$ m/s, $0 \leq h_1 \leq 40$ m

$V_{S1}/V_{S2} = 2{,}5{,}10$

Exemple :

pour $V_{S1}/V_{S2} = 2$: $h_2/V_{S2} = 0{,}12$; $h_1/V_{S1} = 0{,}06$; f = 1,5 Hz.

Figure 1.7 Isovaleurs de la fréquence pour un profil des sols en bicouche (Guide AFPS)

1.2.3 Pour un sol multicouche

Dans les cas complexes de multicouches, le déplacement en champ libre g(z) peut être défini par la méthode de Rayleigh simplifiée ou par des méthodes numériques.

1.2.3.1 Méthode de Rayleigh simplifiée

La méthode de Rayleigh simplifiée est une méthode permettant de calculer la déformée cinématique g(z) du sol sous action sismique. Elle a été exposée par Richard Souloumiac.

Elle est applicable pour des profils de sol multicouche. Il s'agit d'une résolution itérative à convergence rapide. L'hypothèse principale utilisée est que la déformée varie linéairement entre les points extrêmes d'une même couche :

$$X_{i+1} = X_i + \frac{H - z_i}{V_i^2} H_i \tag{1.9}$$

avec :

- X_i la déformée
- $(H - z_i)$ le milieu de la couche i
- V_i la vitesse des ondes de cisaillement dans la couche i
- H_i l'épaisseur de la couche i

Il est donc possible en partant du pied du profil ($X_i = 0$) d'estimer X à chaque interface de couches. Une fois ces valeurs de X connues, on les convertit en pourcentages (en divisant par la valeur de $X_{surface}$) et on les multiplie par le déplacement maximal à la surface d_{max} afin d'obtenir la déformée g(z) du sol.

La méthode de Rayleigh simplifiée permet également de déterminer la pulsation du sol multicouche :

$$\omega^2 = \frac{4\sum_1^n \left(\frac{H - z_i}{V_i}\right)^2 H_i}{\sum_1^n (X_i + X_{i+1})^2 H_i} \tag{1.10}$$

Pour être conforme à l'Eurocode **[EC8-1/3.2.2]**, le déplacement maximal en champ libre est calculé à partir de la formule (1.4).

Commentaire : Le déplacement en champ libre calculé à partir du P592 ou de la méthode de Rayleigh simplifiée $d_{max} = \frac{a}{\omega^2}$ donne des valeurs différentes du **[EC8-1/3.2.2]**.

1.2.3.2 Méthode numérique

Pour obtenir la déformée en mode fondamental de vibration à partir de modélisations numériques, le profil de sol est sollicité par un chargement harmonique d'une amplitude unitaire et d'une fréquence égale à la fréquence fondamentale.

La méthodologie pour la détermination de la fréquence fondamentale nécessite le recours à un moyen numérique. Elle consiste à faire vibrer le profil de sol sous un chargement quelconque (par exemple, harmonique à une fréquence donnée), le laisser ensuite vibrer librement (sans charge) et réaliser l'analyse Fourier de la réponse. Les pics obtenus à partir de cette analyse correspondent aux fréquences propres du système (voir figure 1.8).

Il est possible de faire un calage de l'amplitude de charge dynamique à appliquer d'une manière à obtenir la valeur de d_g ou a_N en surface de sol (pour un modèle élastique, la réponse est proportionnelle à la charge).

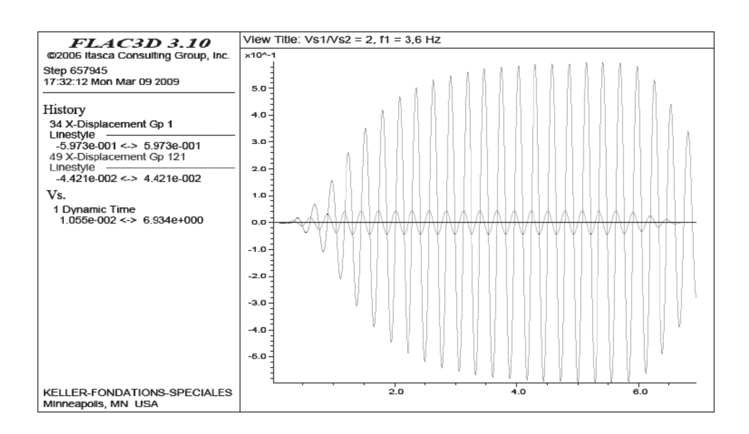
1.3 Liquéfaction des sols

1.3.1 Mécanisme de la liquéfaction

La liquéfaction du sol est un processus dans lequel les sols situés sous nappe perdent temporairement la totalité ou une partie de leur résistance lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation sismique. Typiquement, les formations géologiques sableuses, lâches, saturées de granulométrie uniforme sont les sols les plus susceptibles.

Modèle A : Vs1/Vs2 = 2

A	h (m)	Vs (m/sec)	h/Vs (sec)	ρ (kg/m³)	v	G (MPa)	Ey (MPa)	F1 (Hz)	ω1 = 2.π.F1 (rad/sec)
1	5	300	0,02	1 900	0,45	171,00	495,90	3,6	22,6
2	9	150	0,06	1 700	0,45	38,25	110,93	3,6	22,6



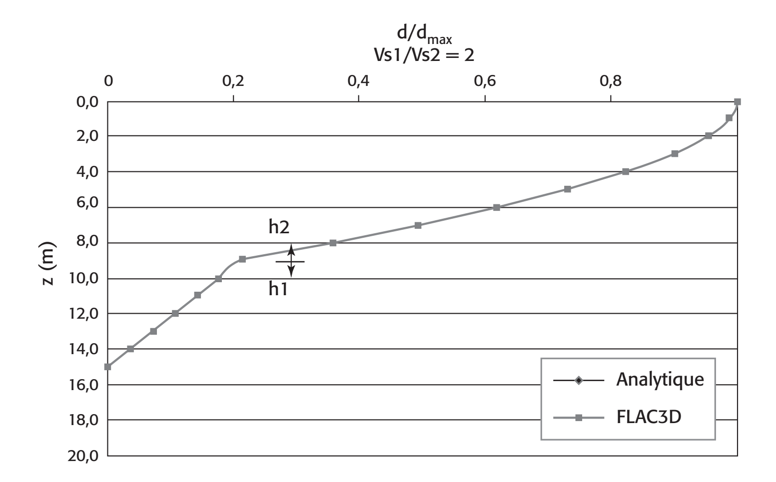


Figure 1.8 Comparatif des formules 1.8 et 1.9 avec un calcul Flac 3D (les courbes sont confondues)

Les conséquences potentielles de la liquéfaction sont :

- la perte de la capacité portante des fondations ;
- des tassements excessifs ;
- la perte de la réaction latérale du sol autour des pieux ;
- l'augmentation de poussée des terres sur les soutènements ;
- l'instabilité de pente en grande masse par écoulement latéral (*lateral-spreading*) ;
- le déjaugeage des structures enterrées.

L'EN 1998-5 **[EC8-5/4.1.4-(7)]** stipule que pour les bâtiments sur fondations superficielles, l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction peut être omise lorsque les sols sableux saturés sont situés à une profondeur supérieure à 15 m. Il est aussi possible de négliger ce risque quand $\alpha S < 0{,}15$ avec $\alpha = \frac{a_g}{g}$ et que l'une de ces conditions est respectée :

- les sables contiennent une proportion de fines supérieure à 20 % avec $I_p > 10$;
- les sables présentent plus de 35 % de silts, et le nombre de coups SPT $N_{1(60)}$ est supérieur à 20 ou $q_{c1N} > 30$;
- les sables sont propres avec $N_{1(60)} > 30$ [définition de $N_{1(60)}$ en § 4.3.2.1 de l'EC8] ou $q_{c1N} > 150$.

Pour évaluer le potentiel de liquéfaction, il existe différentes méthodes détaillées ci-après.

1.3.2 Évaluation du potentiel de liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction provoque une perte de résistance de sol créée par une quasi-annulation de la contrainte effective, liée à une augmentation de la pression interstitielle associée au cisaillement du sol.

Cette augmentation de la pression interstitielle se fait de manière progressive au fur et à mesure de l'apparition du nombre de cycles du séisme N. La figure 1.9 indique qu'il existe un nombre de cycles N_L pour lequel la liquéfaction est atteinte. Cette valeur N_L est liée essentiellement à la nature et à la compacité du sol.

L'augmentation de la pression interstitielle est représentée par le rapport :

$$r_u = \frac{u}{\sigma'_{v0}} \tag{1.11}$$

avec :

u la pression interstitielle ;

σ'_{v0} la contrainte verticale effective initiale,

Pour $r_u = 1$, la liquéfaction du sol est complète.

Il n'y a cependant pas de relation linéaire entre r_u et le coefficient de sécurité. Ainsi un coefficient de sécurité supérieur ou égal à 1,25 correspond à une valeur de r_u inférieure à 0,8. Un facteur $r_u = u/\sigma'_0 \leq 0{,}6$, d'après Seed & Booker (1977) permet d'atteindre un coefficient de sécurité suffisant vis-à-vis du risque de liquéfaction.

L'estimation du potentiel de liquéfaction à partir du coefficient r_u n'est pas simple, et une procédure simplifiée a été proposée par Seed & Idriss (1971).

Cette procédure est couramment utilisée pour analyser la résistance du sol vis-à-vis de la liquéfaction (NCEER 1996, Youd, *et al.*, 2001).

Seed & Idriss (1991) considèrent une colonne de sol comme un corps rigide indéformable soumis à une sollicitation sismique à sa base qui génère des ondes de cisaillement se propageant verticalement vers la surface. Les contraintes de cisaillement dans le sol peuvent être calculées de la manière suivante :

$$(\tau_{max})_r = \sigma_0 \frac{a_{max}}{g} \tag{1.12}$$

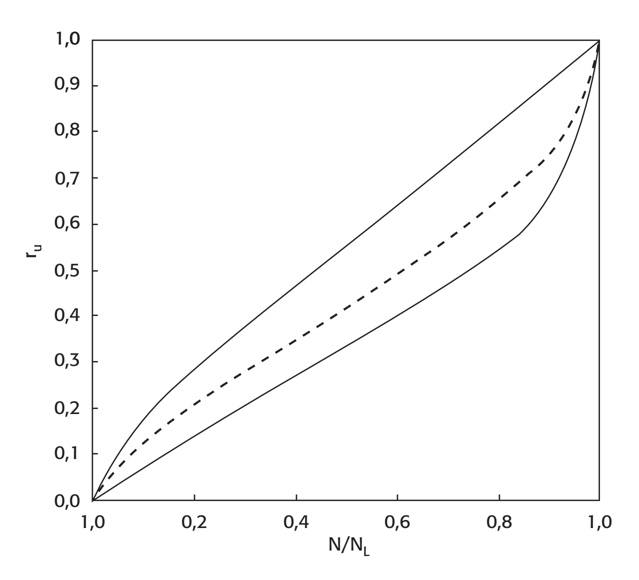


Figure 1.9 Évolution du rapport r_u en fonction du nombre de cycles (d'après De Alba et al. 1975) [17]

où $(\tau_{max})_r$ = contrainte de cisaillement maximum pour un corps solide ;
σ_0 = contrainte totale dans le sol ;
a_{max} = accélération maximale en surface du sol telle que $a_{max} = a_{gr} \cdot \gamma_I \cdot S$;
g = accélération de gravité.

En réalité, le sol est un corps déformable, et les contraintes de cisaillement d'un corps rigide indéformable doivent être réduites par un coefficient de correction appelé r_d :

$$(\tau_{max})_d = r_d \cdot (\tau_{max})_r \tag{1.13}$$

où $(\tau_{max})_d$ = contrainte de cisaillement maximum pour un corps déformable ;
r_d = coefficient de correction de la contrainte de cisaillement.

Le coefficient r_d diminue avec la profondeur avec une valeur de 1 en surface.

L'EN 1998 n'a pas repris ce coefficient r_d et il doit donc être négligé dans les dimensionnements.

Dans la pratique, une valeur de contrainte de cisaillement moyenne est utilisée et définie par Seed & Idriss (1977) comme égale à 65 % de la valeur maximale.

Enfin, la contrainte de cisaillement normalisée avec la contrainte effective du sol, appelée *Cyclic Stress Ratio* (CSR), s'écrit :

$$CSR = \frac{\tau_{moyen}}{\sigma'_{v0}} = 0,65.\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot \frac{a_{max}}{g}. r_d \tag{1.14}$$

Le deuxième terme qui doit être défini pour obtenir le coefficient de sécurité est la résistance moyenne au cisaillement cyclique du sol en place ou *Cyclic Resistance Ratio* (CRR). Le CRR est défini par des corrélations à partir de SPT ou du CPT (NCEER, 2001).

D'autres approches en développement se basent sur l'utilisation de V_s. Toutefois, l'EN 1998-5 précise que « *les corrélations entre Vs et la résistance du sol à la liquéfaction sont encore en voie d'élaboration et qu'il convient de ne pas les utiliser sans l'assistance d'un spécialiste* » (§ B4 EN 1998-5).

Toutes ces corrélations sont définies pour une magnitude de 7,5 et un coefficient de correction de la magnitude M_S est proposé par l'EN 1998-5 Annexe B (voir tableau 1.3) avec

$$CRR = CRR_{7,5} \times CM \tag{1.15}$$

Tableau 1.3 Coefficient de correction de la magnitude MS

M_S	CM d'après Eurocode 8-5
5,5	2,86
6	2,20
6,5	1,69
7	1,30
7,5	1,00
8	0,67

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la liquéfaction peut s'écrire ainsi :

$$F_s = \frac{CSR}{CRR} \geq 1,25 \text{ (d'après l'EN 1998-5)} \tag{1.16}$$

Exemple

Pour les hypothèses suivantes :

– sol sableux propre avec un passant < 80 µm de 5 % ;
– accélération horizontale : $\alpha.S = 0,3$ g, magnitude 6,0, $N_L = 10$ cycles ;
– contrainte effective à 5 m (nappe affleurante) : $\sigma'_{v0} = 5 \times 19 - 5 \times 10 = 45$ kPa ;
– contrainte totale : $\sigma_{v0} = 5 \times 19 = 95$ kPa ;
– facteur correctif de magnitude CM = 2,2.

$$CSR = 0,65.\,\sigma_0.\frac{a_{max}}{g}.r_d = 0,65.\frac{95}{45}.0,3.1 = 0,417.$$

Pour obtenir un coefficient de sécurité supérieur à 1,25, le CRR doit être supérieur à $1,25 \times 0,417/2,2 = 0,237$ ce qui peut être vérifié par les essais in situ qui devront montrer que le sol présente au moins les caractéristiques suivantes :

- indice de pénétration SPT normalisé (voir figure 1-10) : $N_{160} \geq 22$;
- résistance de pointe CPT normalisé (voir figure 1-11) : $q_{c1N} \geq 120$;
- vitesse de cisaillement (voir figure 1.12) : $V_{S1} \geq 200$ m/s.

1.3.2.1 CRR à partir du SPT

La valeur de CRR peut être déterminée par la figure 1.10, qui montre une corrélation entre $(N_1)_{60}$ et CRR pour une magnitude de 7,5. $(N_1)_{60}$ est le nombre de coups SPT corrigé par la pression atmosphérique de 100 kPa et par un coefficient d'énergie de 60 %.

Pour l'essai SPT selon l'EN 1998-5 **[EC8-5/4.1.4-(10)]**, les valeurs mesurées de l'indice de pénétration *N*SPT, exprimé en coups/30 cm, doivent être normalisées à une pression effective de référence de 100 kPa et à un rapport de l'énergie d'impact à l'énergie théorique de chute libre égal à 0,6. Pour des profondeurs inférieures à 3 m, il convient de réduire de 25 % les

valeurs N_{SPT} mesurées. La normalisation relative aux effets de la surcharge due au terrain peut être effectuée en multipliant la valeur mesurée de *N*SPT par le facteur $(100/\sigma'_{vo})1/2$, où σ'_{vo} (kPa) est la contrainte effective des terres agissant à la profondeur à laquelle la mesure SPT a été réalisée, cela au moment de sa réalisation. Le coefficient de normalisation $(100/\sigma'_{vo})1/2$ doit être compris entre 0,5 et 2. La normalisation vis-à-vis de l'énergie exige la multiplication de la valeur de l'indice de pénétration par le facteur *ER*/60, où *ER* est égal à 100 fois le rapport d'énergie, spécifique de l'équipement.

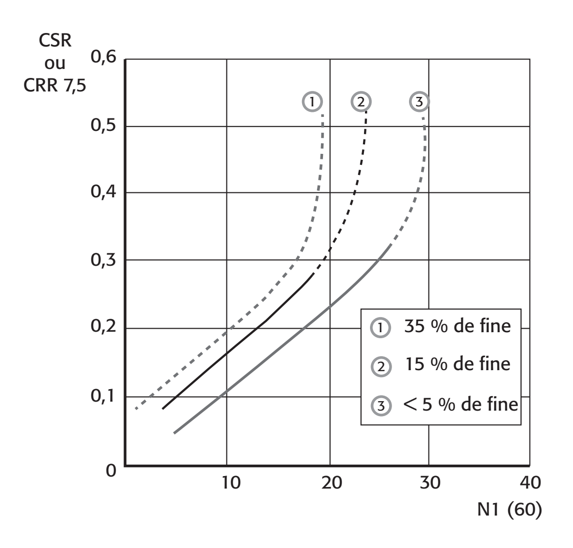


Figure 1.10 Diagrammes empiriques pour une évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction à partir du SPT pour M = 7,5 (extrait EN 1998-5 Annexe B)

1.3.2.2 CRR à partir du CPT

À partir des années 1990, des corrélations (Lunne et al. 1997) ont été développées en caractérisant le sol par sa résistance de pointe q_c. Les premières corrélations utilisaient une corrélation directe entre la résistance de pointe q_c et l'indice de pénétration SPT.

Il a été ensuite effectué des corrélations directes entre q_c et l'occurrence ou non de la liquéfaction, dans une démarche analogue à celle suivie pour obtenir les abaques de la figure 1.11.

La résistance de pointe q_c doit être normalisée pour tenir compte de la profondeur et obtenir une valeur q_{c1N} adimensionnelle :

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \tag{1.17}$$

avec :

- $p_a = 100$ kPa ;
- n = coefficient qui prend les valeurs de 0,5 pour les sables propres, 0,7 pour les sols intermédiaires (silts et sables silteux) et 1 pour les argiles ;
- σ'_{v0} = contrainte verticale effective.

La figure 1.11 est obtenue pour des sables propres (CS = Clean Sand) avec moins de 5 % de fines (d'après NCEER, 2001). La résistance au cisaillement ramenée à une contrainte verticale intergranulaire (ou $CRR_{7,5}$) est définie à partir d'une mesure au CPT pour un séisme de magnitude de 7,5.

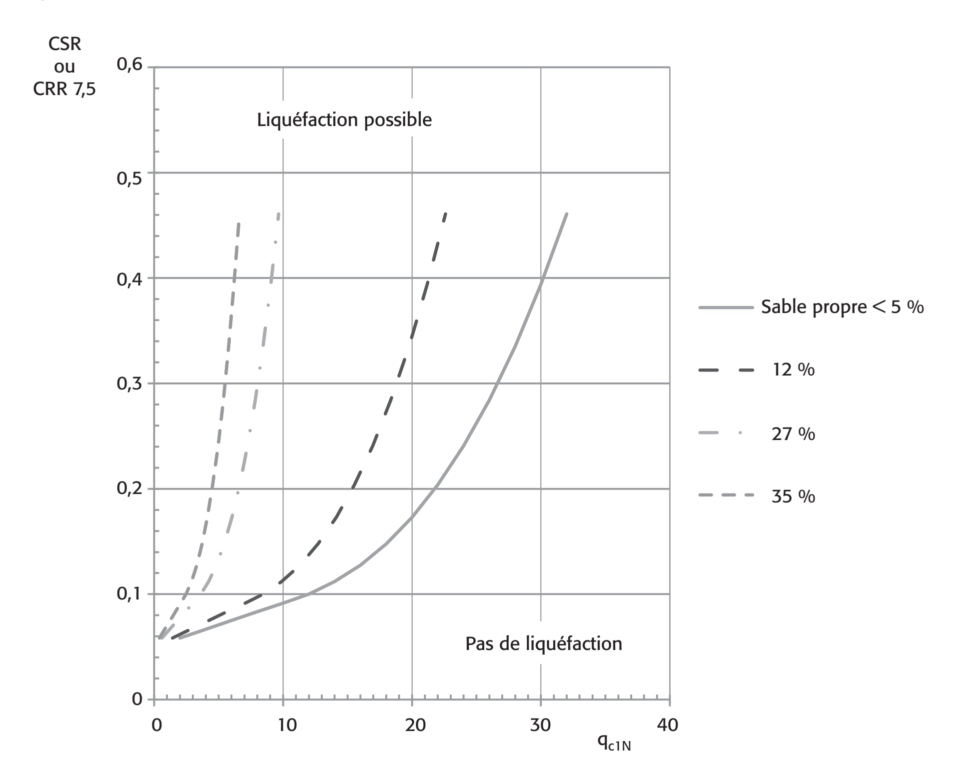


Figure 1.11 Diagrammes empiriques pour une évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction à partir du CPT pour M = 7,5

1.3.2.3 CRR à partir de V_s

La mise en œuvre de moyennes géophysiques permet une mesure de la vitesse des ondes de cisaillement.

Celle-ci est nécessaire pour établir la classe de sol. Une approche par corrélation a aussi été développée. Cette méthodologie est analogue à celle basée sur les essais SPT et CPT.

L'Eurocode 8 (§ B4 de l'EN 1998-5) note cependant :

> « *Cette propriété a un avenir prometteur comme indice in situ pour l'évaluation de la susceptibilité à la liquéfaction dans le domaine des sols qui se prêtent mal au prélèvement d'échantillons (tels que les silts et les sables) ou à la pénétration (graviers). Par ailleurs, des progrès significatifs ont été réalisés durant ces dernières années dans la mesure de Vs sur le terrain. Toutefois, les corrélations entre Vs et la résistance du sol à la liquéfaction sont encore en voie d'élaboration et il convient de ne pas les utiliser sans l'assistance d'un spécialiste.* »

Un exemple d'un tel abaque est donné sur la figure 1.12.

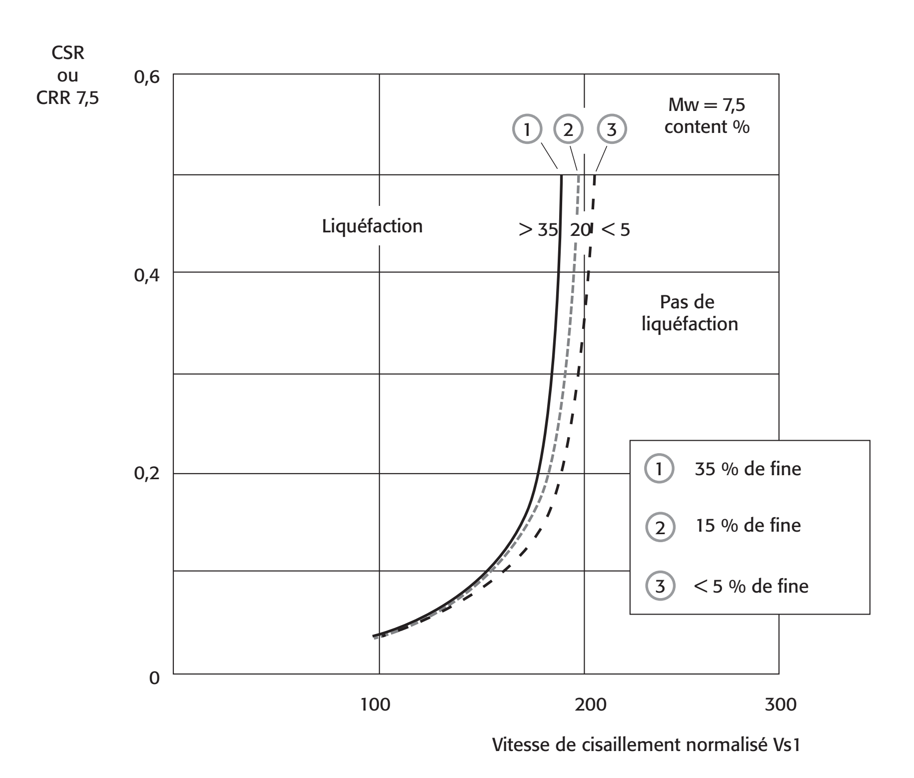


Figure 1.12 Diagrammes empiriques pour une évaluation simplifiée du potentiel de liquéfaction à partir du V_s pour M = 7,5 (Andrus & Stokoe 2000)

La vitesse de propagation des ondes de cisaillement est normalisée pour une valeur de contrainte effective de 100 kPa : $V_{s1} = Vs.(100/\sigma')_{0,25}$.

1.3.2.4 CRR à partir des essais de laboratoire

Les essais mécaniques de liquéfaction sont généralement réalisés sur des appareillages triaxiaux cycliques sur des éprouvettes cisaillées en compression-extension.

Le nombre de cycles causant la liquéfaction N est relié au niveau de sollicitation par le diagramme de résistance à la liquéfaction cyclique.

Cette courbe dépend fortement de la densité relative du sable : une augmentation de la densité relative accroît fortement la résistance à la liquéfaction ; les méthodes de densification en place des horizons sableux trouvent là leur justification.

La figure 1.13 donne un exemple de courbe de résistance avec en ordonnée la contrainte cyclique appliquée et en abscisse le nombre de cycles.

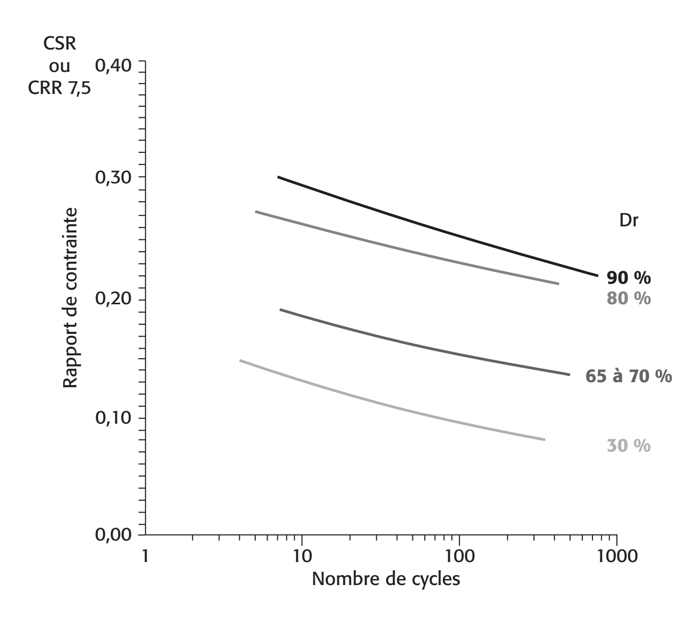


Figure 1.13 Exemples de courbes de résistance CRR d'un sable à la liquéfaction en fonction du nombre de cycles et de la densité relative

Ces courbes sont souvent obtenues à partir d'échantillons reconstitués à la densité estimée en place des dépôts sableux : cela peut conduire à une sous-estimation de la résistance à la liquéfaction.

Le nombre de cycles causant la liquéfaction est alors comparé au nombre de cycles équivalents créés par le séisme pour en déduire un coefficient de sécurité. Le nombre de cycles équivalents est fonction de la zone de sismicité et de la magnitude conventionnelle.

1.4 Amplification du mouvement sismique lié à un effet de site

Lors d'un tremblement de terre, des ondes sont émises dans le sous-sol et se réfléchissent aux différentes interfaces de couche. Dans le cas de couches de sol sédimentaires meubles reposant sur du rocher par exemple, les ondes peuvent être piégées dans les niveaux supérieurs et sont à l'origine d'amplifications des ondes et d'un prolongement des vibrations dans le bassin sédimentaire. Ces effets sont maximaux à certaines fréquences qui dépendent de la vitesse des ondes dans les sédiments meubles et de leur épaisseur. Les mouvements de sol sont amplifiés à la fréquence de résonance du sol et durent plus longtemps. C'est ce qu'on désigne par effet de site. Cet effet dépend donc de la nature des sols, de leur organisation et de la fréquence des ondes.

Plus exactement, on parle des effets de site parce que plusieurs processus entrent en jeu dans l'amplification des ondes :

- la superposition des couches sédimentaires qui piègent horizontalement les ondes ;
- la réverbération des ondes sur les bords d'une vallée (piégeage latéral) ;

- une configuration particulière de la vallée, c'est-à-dire différente d'un « couloir » en U ou V (vallée grenobloise et son célèbre Y) ;
- les effets dus à la topographie environnante et au comportement non linéaire du sous-sol soumis à un mouvement fort. Au niveau des sommets, les ondes sont focalisées : il y en a « plus sur une même surface », ce qui a tendance à augmenter les mouvements, tandis que dans les vallées, « on a moins d'ondes » et donc pas d'amplification causée par ce processus. Le comportement non linéaire des sols désigne leur « fatigue » face à un effort important. Les mouvements sont alors moins importants et viendraient contrebalancer un peu les effets de la structure géologique du sol cités ci-avant. Cependant, cet effet dépend aussi de la fréquence et a tendance à décaler la fréquence de résonance des sols. Ces phénomènes doivent être pris en compte dans le calcul de l'ouvrage.

La principale cause des destructions vient du fait que les bâtiments entrent en résonance. Si on évite cette fameuse gamme de fréquences, on réduit considérablement le risque d'endommagement. De plus, l'augmentation de la durée du mouvement diminue la résistance du bâtiment et amplifie le risque de destruction. Ainsi, résonance et fatigue de la structure sont à l'origine de la répartition particulière des dégâts en cas d'effet de site.

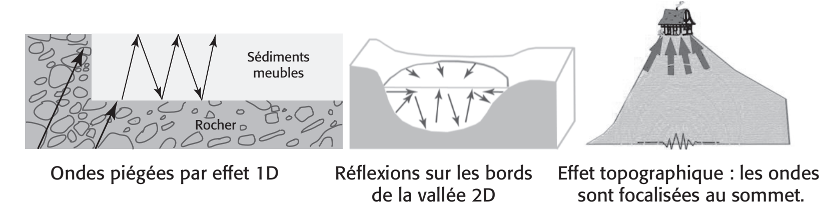


Figure 1.14 Exemples d'effets de site

Pour tenir compte de ce phénomène, l'EC8-5 annexe A2 a défini un coefficient d'amplification topographique S_T qui doit être appliqué à l'action sismique lorsque le coefficient d'importance de l'ouvrage est supérieur à 1. Les effets de site peuvent être négligés lorsque les pentes sont inférieures à 15°.

En revanche, lorsqu'il y a un effet de site, les valeurs de S_T recommandées par l'EC8 sont les suivantes :

- 1,2 pour les pentes fortes et falaises isolées ;
- 1,2 pour les escarpements dont le sommet est plus étroit que la base et dont la pente est comprise entre 15 et 30° ;
- 1,4 pour les escarpements dont le sommet est plus étroit que la base et la pente supérieure à 30°.

La valeur de S_T peut être réduite sur la hauteur de la pente pour atteindre 1 au pied de celle-ci.

1.5 Instabilité des pentes

L'instabilité des pentes peut prendre plusieurs formes telles que glissements de terrain superficiels ou profonds, affaissements latéraux, écoulements en masse, chutes de blocs… L'instabilité des pentes en tenant compte des actions sismiques doit être étudiée avant de décider d'implanter la construction d'un nouvel ouvrage reposant sur une pente.

1.6 Proximité des failles actives

Tous les bâtiments d'importance supérieure à la catégorie I ne doivent pas être implantés à proximité immédiate d'une faille reconnue comme sismiquement active. L'EC8 ne donne pas de valeur, mais une distance de 200 m semble être un minimum. En France, les plans de prévention des risques (PPR) donnent l'information sur les failles actives.

1.7 Tassements des sols sous sollicitations cycliques

Dans les sols mous de type S1 et S2, des tassements apparaissent sous charges cycliques. Ils doivent être évalués lorsqu'ils sont présents à faible profondeur. Il existe des méthodes empiriques pour estimer ces tassements (Tokimatsu & Seed). Ces derniers concernent essentiellement les sols pulvérulents lâches et non saturés et également parfois certaines argiles très molles (dégradation de leur résistance sous chargement cyclique). Si ces tassements sont susceptibles d'affecter la stabilité des fondations superficielles ou des pieux, il convient d'envisager un procédé d'amélioration ou de renforcement de sol.